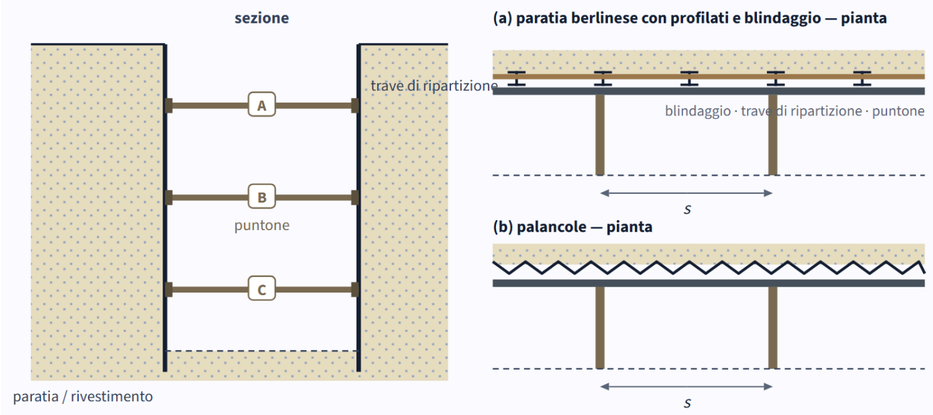
Presentazione didattica di geotecnica · Paratie di palancole e scavi puntonati

Scavo puntonato in argilla

Lezione: scavo puntonato in argilla; inviluppi delle spinte in argilla, fessura di trazione, carichi nei puntoni, dimensionamento di palancole e trave di ripartizione, verifica dell'acciaio e sollevamento del fondo scavo; per ogni argomento un esempio di calcolo.

- Sostegno dello scavo
- Inviluppo di Peck (argilla)
- Fessura di trazione · primo puntone
- Puntone · trave di ripartizione · palancole
- Sollevamento del fondo scavo



Introduzione

Che cosa si impara in questa lezione?

perché la pressione in uno scavo puntonato non è quella di Rankine e **come gli inviluppi** sono costruiti a partire dai carichi misurati

I due inviluppi dell'argilla secondo il **numero di stabilità γH/c**: argilla molle–media (γH/c > 4) e argilla consistente (≤ 4)

L'aggiunta del **sovraccarico** come pressione separata, il fatto che nell'argilla l'acqua modifichi solo il peso dell'unità di volume; la **fessura di trazione $z_c = 2c/\gamma$** e il primo sostegno

Dall'inviluppo, i **carichi nei supporti** (segmenti incernierati), e il dimensionamento della **paratia di palancole** e della **trave di ripartizione**

Verificare l'acciaio con **EN 1993-1-1 e AISC 360-22**

La verifica del **sollevamento del fondo scavo** in argilla (colonna di Terzaghi, correzione di Chang)

SVOLGIMENTO DELLA LEZIONE

Ogni argomento è trattato in **tre passaggi**:

1 · **Teoria**: qual è la regola e perché è così?

2 · **Traccia**: dati e richiesto

3 · **Soluzione**: passo per passo, con i numeri

Esempio di scavo: argilla (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, φ = 0), profondità H = 7.00 m, larghezza B = 6.00 m; puntoni alle profondità di 1.00 · 3.50 · 6.00 m, interasse orizzontale s = 3.00 m. Le forze sono per metro di paramento (i carichi nei puntoni sono moltiplicati per s).

Sistema di sostegno e suoi elementi

TEORIA

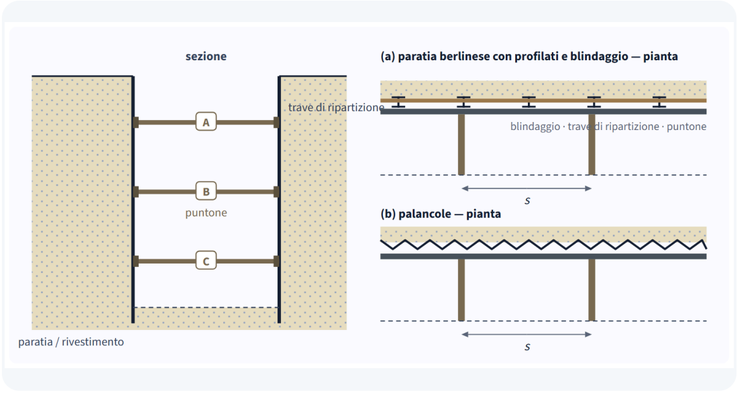
Gli scavi profondi con fronte verticale (interrati in ambito urbano, gallerie a cielo aperto) vengono mantenuti aperti con un **sistema di sostegno** provvisorio. Due disposizioni sono frequenti: **pali verticali** (in acciaio o in legno) infissi in anticipo, tra i quali si dispone il rivestimento orizzontale in legno man mano che lo scavo procede; oppure **palancole** reciprocamente incastrate che formano una parete continua.

A ogni livello di supporto, non appena lo scavo raggiunge tale livello, si installano le **travi di ripartizione** orizzontali (wale); i **puntoni** (strut) sono elementi orizzontali in acciaio che attraversano lo scavo da una trave di ripartizione all'altra e lavorano a compressione.

Per scegliere gli elementi è necessaria la spinta laterale che il sistema di sostegno dovrà assorbire. La teoria fornisce la spinta totale, non la sua **distribuzione**: la distribuzione dipende dal terreno, dalla sequenza e dalla velocità delle lavorazioni, dalla squadra e dalle attrezzature.

Le pressioni di progetto sono pertanto **inviluppi empirici**: tracciati attorno alle pressioni ricavate a ritroso dai carichi sui supporti misurati negli scavi reali.

In fase costruttiva l'interasse dei puntoni in verticale deve essere di almeno circa 2.75 m.



Ruota attorno alla sommità del muro

TEORIA

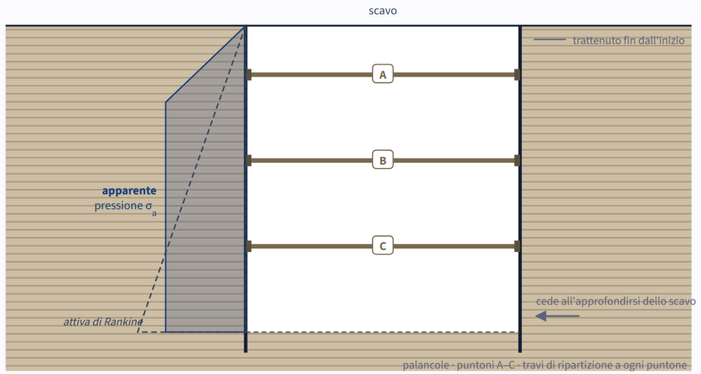
Il muro di sostegno a mensola ruota attorno alla propria base, e la spinta attiva di Rankine (nulla in sommità, massima alla base) lo descrive bene. **Il muro puntonato si muove nel senso opposto**: il primo puntone è posto quando lo scavo è ancora superficiale, così la parte superiore non si sposta quasi; ogni fase successiva viene scavata prima dell'installazione del puntone, e l'intervallo si allunga con la profondità, per cui il muro si inflette progressivamente più in basso: a scavo ultimato **è ruotato attorno alla sommità**.

In sommità la pressione rimane prossima al **valore a riposo** (il terreno si è spostato molto poco).

Alla base la pressione può scendere al di sotto del valore attivo di Rankine (il terreno ha da tempo superato l'equilibrio plastico).

La spinta risultante P_a agisce **al di sopra** del punto a un terzo del triangolo: ad altezza n_aH dalla base, con $n_a > 1/3$.

La spinta totale si determina con il cuneo a spirale logaritmica ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); nel terreno granulare risulta del 15–20% superiore al valore di Coulomb. Poiché però la sua distribuzione e n_a dipendono dal terreno e dal sito, gli scavi vengono progettati con **inviluppi**.



Come sono stati costruiti gli inviluppi?

TEORIA

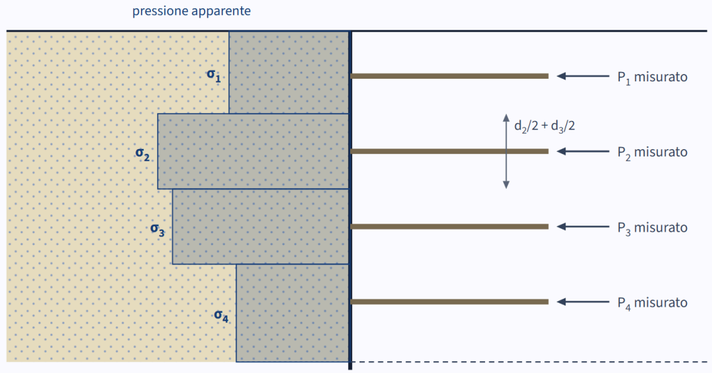
La pressione varia da punto a punto e ogni supporto deve essere dimensionato per il **carico massimo** che può incontrare. Gli inviluppi sono costruiti a questo scopo: in uno scavo strumentato si misura il carico su ciascun supporto, lo si divide per la striscia di paratia che il supporto sostiene (interasse orizzontale s × metà delle distanze dai supporti superiore e inferiore) e lo si converte in **pressione apparente** su questa fascia:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 è la profondità del primo puntone, d_i le distanze tra i puntoni successivi. L'inviluppo di tutti i diagrammi sovrapposti costituisce un **diagramma apparente delle spinte**.

Gli inviluppi di Peck derivano dai carichi in sabbia misurati negli scavi della metropolitana di Berlino, Monaco e New York; egli li costruì con lo stesso metodo per le argille tenere–medie econsistenti.

L'inviluppo **non** è la pressione che agisce sul muro in un qualsiasi istante: il carico da esso ricavato per un dato supporto è stato tracciato in modo da restare a favore di sicurezza rispetto ai carichi misurati.



ciascun carico del puntone distribuito sulla fascia di parete di pertinenza: s × (metà della distanza da ciascun puntone adiacente)

Tenera–media o consistente: γH/c

TEORIA

In argilla la forma dell'inviluppo è determinata dal **numero di stabilità γH/c** (c coesione non drenata, φ = 0). Un'**argilla tenera–media** con γH/c > 4 viene sollecitata dallo scavo ben oltre la sua resistenza:

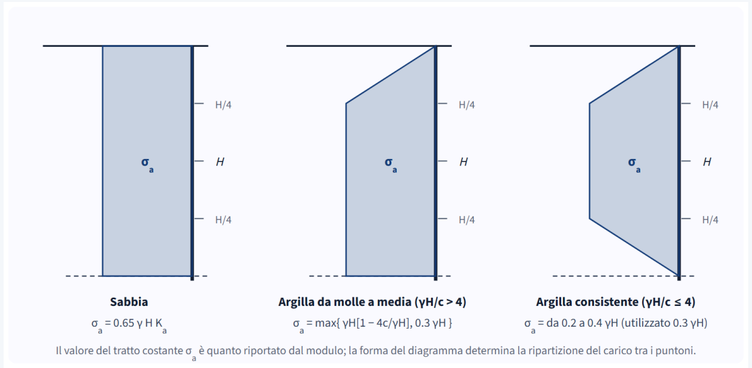
$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right],\ 0.3\gamma H\right)$$

L'inviluppo è nullo in superficie, cresce linearmente nel quarto superiore e rimane costante fino alla base; governa la maggiore delle due espressioni. L'**argilla consistente** è più vicina al suo campo elastico:

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \text{ con } 0.4\gamma H \ \ (\text{medio } 0.3\gamma H)$$

Nell'argilla consistente l'inviluppo aumenta nel quarto superiore, è costante nella metà centrale e ritorna a zero nel quarto inferiore. Le condizioni sono le stesse dell'inviluppo per la sabbia (≳ 6 m di profondità, acqua sotto la base, argilla non drenata).

Se lo scavo attraversa più argille, la fonte ne esegue la media ponderata per lo spessore: $c_{av} = \Sigma c_i H_i/H$, $\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i/H$, quindi gli inviluppi per l'argilla si utilizzano con i valori medi.



Traccia

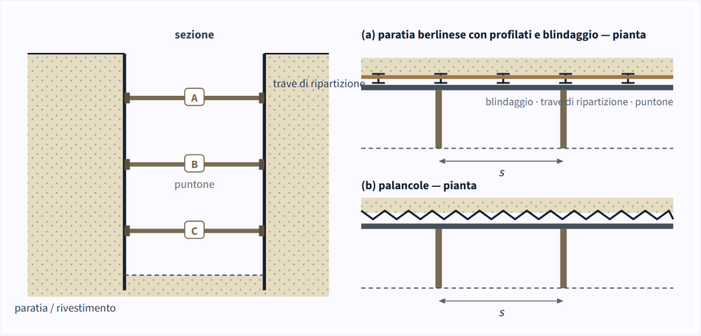
ESEMPIO

Dati

Scavo a cielo aperto	$H = 7.0$ **m,** $\gamma = 18$ **kN/m³,** $c = 35$ **kPa**
Argilla più tenera	**stesso scavo,** $c = 20$ **kPa**

RICHIESTO

Per entrambe le argille, **γH/c**, il tipo di inviluppo e σ_a.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Argilla con apertura di fessura (c = 35 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \leq 4 \Rightarrow \text{argilla dura}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 Argilla più tenera (c = 20 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} > 4 \Rightarrow \text{argilla tenera–media}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \geq 0.3\gamma H = 37.8$$

L'argilla iniziale è considerata consistente: σ_a = **37.80 kPa** (carico massimo nei puntoni P = 271.3 kN). Quando la coesione scende a 20 kPa lo scavo passa a un comportamento di argilla tenera–media: σ_a = **46.0 kPa** e la base dell'inviluppo diventa un plateau costante (P = 338.1 kN).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Accanto all'inviluppo; con il peso dell'unità di volume; posizione del primo puntone

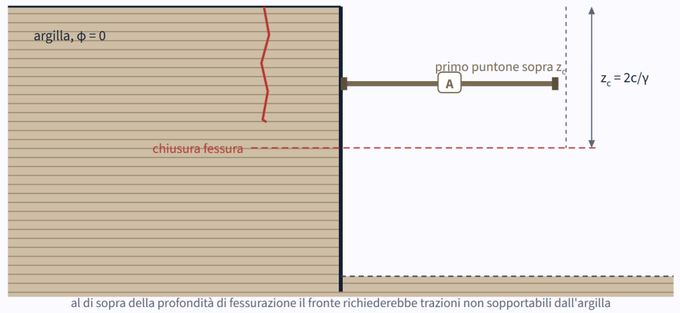
TEORIA

Il **sovraccarico q** non è incluso nell'inviluppo (i coefficienti empirici si applicherebbero anche ad esso); è portato come propria pressione uniforme su tutta l'altezza e in argilla non drenata $K_a = 1$: $\mathbf{\Delta p_q = q}$.

Acqua: gli inviluppi in argilla sono formulazioni non drenate, in tensioni totali; l'acqua nell'argilla è già contenuta nel peso dell'unità di volume e nella resistenza non drenata. L'acqua al di sopra della base viene disegnata e annotata, non aggiunta come carico separato; l'unica cosa che modifica è il peso del terreno: sotto acqua il peso dell'unità di volume saturo, e nello strato interessato dall'acqua la media pesata sullo spessore dei due valori, $\gamma = (\gamma\, z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$.

Fessura di trazione: il paramento in argilla può restare non sostenuto fino alla profondità alla quale la fessura di trazione si chiude (la profondità alla quale la spinta attiva di Rankine coesiva è nulla). Per $\varphi = 0$, $K_a = 1$; il primo sostegno deve essere posto **al di sopra** di questa profondità, affinché la paratia non si appoggi su un fronte aperto che l'argilla non può sostenere.

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ (\text{sovraccarico q})$$



Traccia

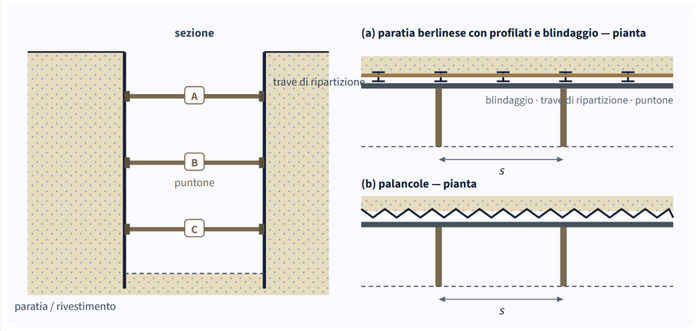
ESEMPIO

Dati

Scavo	**Lo scavo a cielo aperto dell'Esempio 1 ($H = 7$ m, $\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³, $c = 35$ kPa); primo sostegno a $z = 1.0$ m**
Casi	**(a) q = 0, assenza di acqua; (b) sovraccarico $q = 10$ kPa; (c) falda freatica $z_w = 3$ m**

RICHIESTO

z_c, se la posizione del primo sostegno è adeguata; in (c) **$\bar{\gamma}$** e **$\bar{\gamma}H/c$**; in ogni caso il carico totale R e il carico massimo sul sostegno.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Fessura di trazione e supporto iniziale

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \mathrm{m}\ > 1.00\ \mathrm{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \mathrm{m}\ \ (q = 10\ \mathrm{kPa})$$

Il primo sostegno (z = 1.0 m) è ben al di sopra della profondità della fessura di trazione (3.89 m): idoneo. Con il sovraccarico la fessura scende a 3.33 m.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Acqua (c): $\bar{\gamma} = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$; sintesi dei tre casi

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00\ \text{kPa}$$

Condizione	γH/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0, assenza di acqua	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c) acqua z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

Il sovraccarico aggiunge solo $\Delta p_q = q = 10$ kPa (R 198.4 → 268.4 kN/m); l'acqua innalza solo $\bar{\gamma}$ a 18.57 kN/m³ (σ_a 37.8 → 39.0 kPa).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Dall'inviluppo ai carichi sui supporti

TEORIA

I puntoni sono elementi orizzontali: portano la pressione lungo il proprio asse e si inflettono sotto il proprio peso; la capacità dipende dalla snellezza e negli scavi ampi può essere necessario un supporto aggiuntivo. La fonte fornisce un metodo semplice e a favore di sicurezza per il carico:

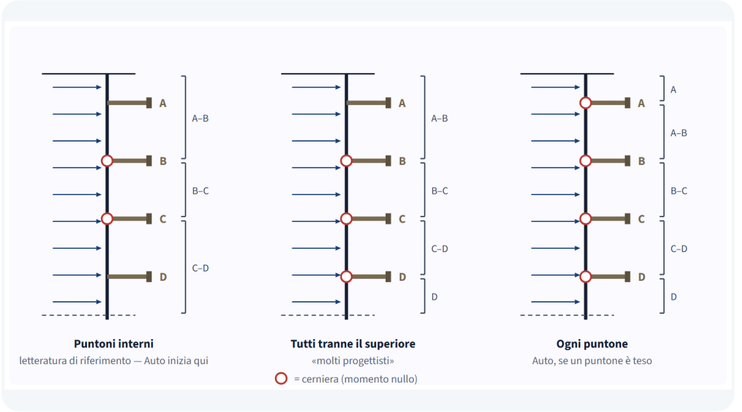
Disegnare l'inviluppo delle pressioni e i livelli dei supporti. Assumere la paratia di palancole **incernierata a ogni livello di supporto** tranne il più alto e il più basso (molti progettisti la assumono così a tutti tranne il più alto).

Scomporre il muro, in corrispondenza delle cerniere, in **mensole semplici alle estremità e travi semplici nelle parti intermedie**; determinare con la statica le reazioni di ciascun tratto (per uno scavo a quattro supporti: A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

Il carico di un supporto è la somma delle reazioni che riceve × l'interasse orizzontale s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Ogni tratto è staticamente determinato: porta due vincoli; l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali rispetto a uno dei vincoli fornisce entrambi. Poiché il vincolo di cerniera appartiene a entrambi i lati, raccoglie **due reazioni**. Le reazioni sono riferite all'unità di lunghezza del muro (kN/m); s le converte in un carico sul vincolo.



Traccia

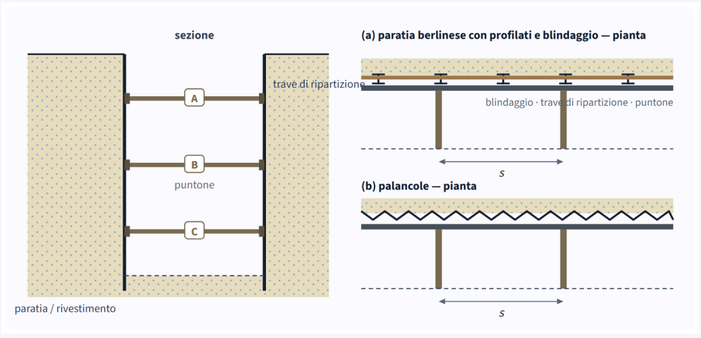
ESEMPIO

Dati

Scavo	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; puntoni a $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); interasse orizzontale $s = 3.00$ m
Pressione	Esempio 1: argilla consistente (γH/c = 3.6): inviluppo trapezoidale $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa (cresce nel quarto superiore, si annulla nel quarto inferiore); paratia di palancole incernierata in corrispondenza del supporto B (tranne che in sommità e alla base)

RICHIESTO

La **risultante W** delle parti e il suo braccio **z̄**; le reazioni **A, B_1, B_2, C**; i carichi sui supporti **P_A, P_B, P_C**.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Suddividere l'inviluppo in parti in corrispondenza delle cerniere; risultante e braccio di ciascuna parte (profondità dalla superficie superiore)

Pezzo	Intervallo (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Vincoli
1	0.00 – 3.50	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Prima parte: equilibrio dei momenti rispetto al primo appoggio

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \mathrm{kN/m}$$

La prima campata porta i due puntoni con 54.02 e 45.21 kN/m; la reazione del sostegno più alto (A) è maggiore perché comprende anche il carico della porzione a sbalzo.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Seconda parte

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \mathrm{kN/m}$$

4 Ogni supporto somma le reazioni che riceve; carico = totale × s (s = 3.00 m)

Livello	z (m)	Reazioni ricevute (kN/m)	Totale (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

Il carico massimo sul puntone è **P_B = 271.26 kN** (livello B): tale carico governa il dimensionamento del puntone. Poiché il supporto B appartiene a due parti, somma due reazioni.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Momento massimo e modulo di resistenza richiesto

TEORIA

La **paratia di palancole** si progetta a partire dagli stessi tratti: in ciascun tratto si individua il momento flettente massimo (dove il taglio cambia segno: nella campata oppure all'appoggio in cui la mensola incontra il puntone); il valore maggiore è il momento di progetto per unità di lunghezza della paratia. Il modulo di resistenza richiesto deriva dalla tensione ammissibile di flessione e dalla tabella si sceglie una sezione con almeno quel valore:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

I puntoni possono essere considerati continui se adeguatamente collegati; a vantaggio di sicurezza, sono assunti **incernierati** agli appoggi: trave semplicemente appoggiata di luce s, con la reazione del livello R (per unità di lunghezza del muro) come carico distribuito:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Il livello con la reazione massima è determinante. Le travi di ripartizione sono talvolta collegate alla paratia di palancole nei punti in cui forniranno il sostegno laterale loro necessario.

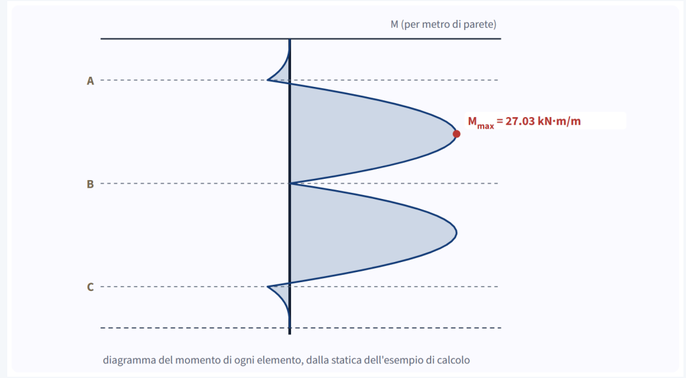
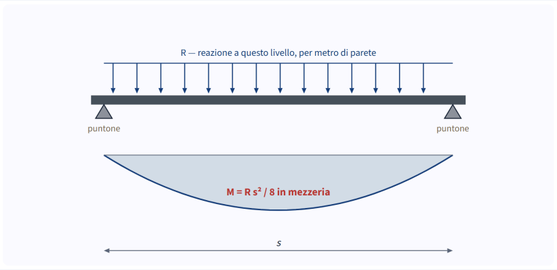


diagramma del momento di ogni elemento, dalla statica dell'esempio di calcolo



Traccia

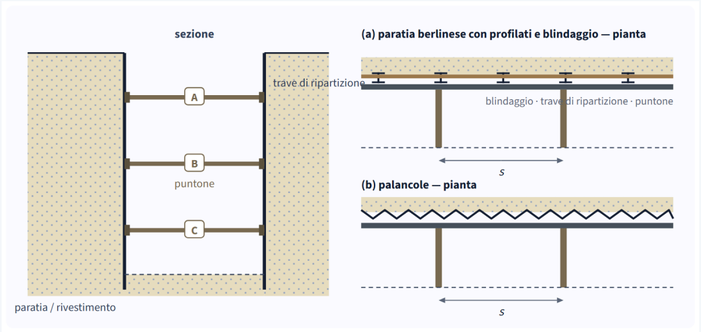
ESEMPIO

Dati

Scavo	**Lo scavo dell'Esempio 1 ($H = 7$ m, argilla consistente, $\sigma_a = 37.8$ kPa); puntoni a 1.0 · 3.5 · 6.0 m; interasse orizzontale $s = 3.0$ m; cerniera in B**
Acciaio	**tensione di flessione ammissibile $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

RICHIESTO

Il **M_{max}** della paratia di palancole e il **S** richiesto (cm³/m); al livello della reazione massima, il **M_{max}** e il **S** della trave di ripartizione (cm³).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole: momento massimo in ciascuna parte

Pezzo	Intervallo (m)	M_{max} (kN·m/m)	Posizione z (m)
1	0.00 – 3.50	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 Modulo di resistenza richiesto

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{159.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

Nella paratia di palancole **M_{max} = 27.03 kN·m/m** (tratto 1, z = 2.30 m): **S ≥ 159.0 cm³/m**.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Trave di ripartizione: trave semplice a ciascun livello (s = 3.000 m)

Livello	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{amm} (cm³)
A	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

La reazione massima si ha **al livello B** (R = 90.42 kN/m): la trave di ripartizione è dimensionata con **M_{max} = 101.72 kN·m, S ≥ 598 cm³**; le travi di ripartizione degli altri livelli possono essere più piccole.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Effetti di progetto, classe, flessione e instabilità per svergolamento

TEORIA

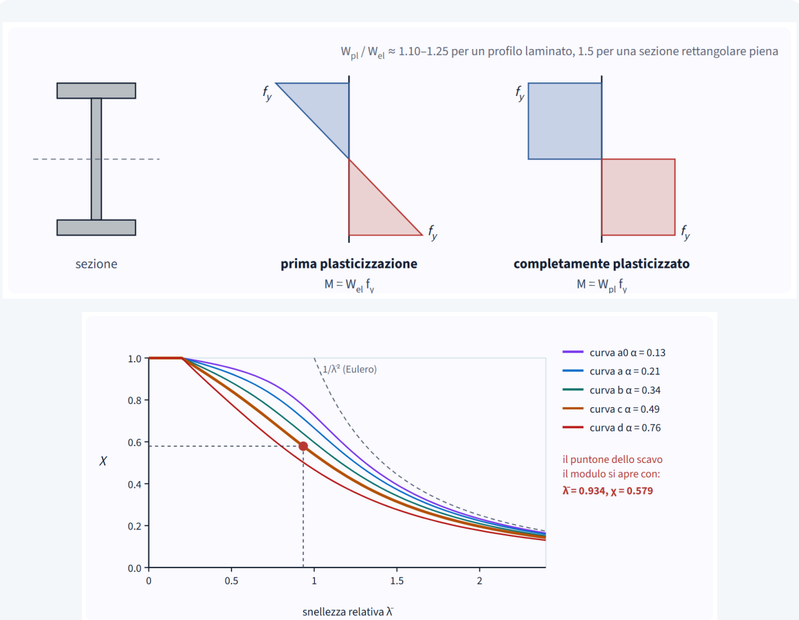
I carichi ricavati dall'inviluppo sono **valori di esercizio** (l'inviluppo di Peck è un limite superiore dei carichi misurati); vengono amplificati una sola volta al valore di progetto: $E_d = \gamma_F E_k$. Ogni elemento è verificato con la tensione di snervamento della propria classe di acciaio (f_y); la sezione è data dal **modulo di resistenza** dell'elemento (palplanche: W_{el} per metro; trave di ripartizione: W; puntone: A e I rispetto all'asse debole).

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{classe 1–2}),\ W_{el}\ (\text{classe 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il puntone instabilizza per buckling attorno all'asse debole: I è il momento d'inerzia minimo, $L_{cr} = K\,L_b$ è la lunghezza efficace (larghezza dello scavo, se tra i due non passa alcun palo re o controvento). α deriva dalla curva di buckling (curva c: 0.49).

Per le palancole vale la stessa resistenza per unità di larghezza (EN 1993-5; scorrimento dell'incastro β_B per i profili a U, 1.0 per i profili a Z). Poiché l'ala compressa della trave di ripartizione è a contatto con la paratia, l'instabilità per torsione laterale non è determinante.



Traccia

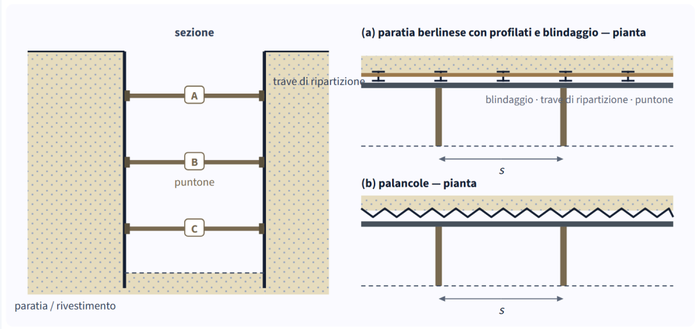
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1 e i carichi dell'Esempio 3: $P_{max} = 271.26$ kN (supporto B)**
Elementi	**S275 ($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: palancole $W_{el} = 600$ cm³/m; trave di ripartizione $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; puntone $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, curva c, $L_{cr} = 6.00$ m**

RICHIESTO

η per la paratia di palancole, la trave di ripartizione più caricata e il puntone più caricato (≤ 1).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole e trave di ripartizione (flessione): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

Paratia di palancole η = **0.221**, trave di ripartizione η = **0.499**: entrambe sufficienti ($\eta \leq 1$).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Puntone (instabilità): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5\ \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4\ \text{kN}$$

η_{destek} = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**. Tutti e tre gli elementi risultano adeguati (η ≤ 1); per il puntone è determinante l'**instabilità per buckling** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

LRFD o ASD; classi, flessione, taglio, curva di stabilità delle colonne

TEORIA

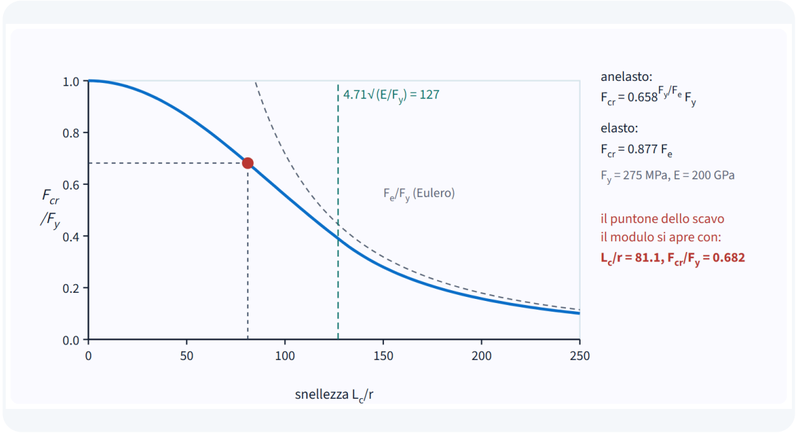
Ogni elemento è verificato con la **resistenza nominale R_n** ottenuta dalle disposizioni per compressione, flessione e taglio. Nell'LRFD il carico viene amplificato e la resistenza ridotta mediante φ; nell'ASD il carico di esercizio viene confrontato con la resistenza divisa per il fattore di sicurezza Ω:

$$R_u \le \phi R_n \ (\text{LRFD}) \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \ (\text{ASD}) \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

I carichi che scaturiscono dall'inviluppo sono la **spinta laterale delle terre H** dell'ASCE 7-22: nelle combinazioni LRFD entra con 1.6 ovunque si sommi al carico (sempre nelle opere di sostegno degli scavi), mentre in ASD con 1.0. La paratia di palancole e la trave di ripartizione fornite con il modulo si assumono con la resistenza dichiarata dal modulo: F_yZ in condizioni compatte, F_yS al primo snervamento. Poiché la trave di ripartizione è vincolata lateralmente dal paramento, risulta $L_b = 0$ e l'instabilità per torsione laterale non è uno stato limite.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\tfrac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \ \text{altrimenti } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Un'unica curva di instabilità vale per ogni sezione (nessuna curva da selezionare come in EN 1993-1-1); r è il raggio d'inerzia minore, $L_c = K\,L_b$ la lunghezza efficace; si raccomanda $L_c/r \le 200$. AISC, a differenza di EN 1993-1-1, non riduce la resistenza a flessione per effetto del taglio.



Traccia

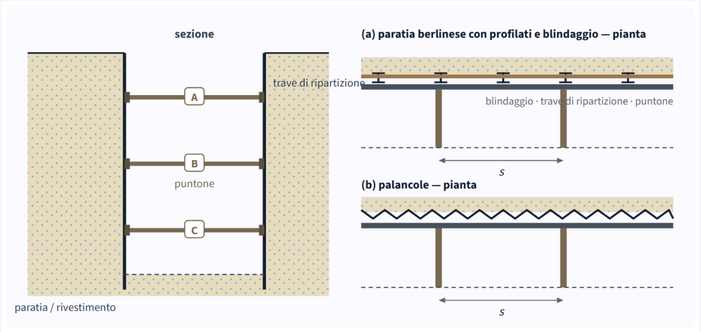
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1 e i carichi dell'Esempio 3: $P_{max} = 271.26$ kN (supporto B)**
Elementi	**Gli elementi dell'Esempio 5 (S275, $F_y = 275$ MPa); $E = 200$ GPa; LRFD $\gamma_H = 1.6$, $\phi_c = \phi_b = 0.90$; ASD $\Omega_c = 1.67$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

RICHIESTO

Per il puntone più caricato: **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; rapporti LRFD e ASD; rapporto LRFD per la paratia di palancole e la trave di ripartizione.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Supporto: curva della colonna (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3\ \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4\ \text{MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570\ \text{mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5}\ \text{kN}$$

Nel puntone **resistenza nominale P_n = 1,231.5 kN**; snellezza L_c/r = 81.1, nel campo di instabilità anelastica (limite 127).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Rapporti LRFD e ASD (P = 271.26 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(271.26) = 434.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.392}$$

$$\text{ASD: } P_a = 271.26\ \text{kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.368}$$

Puntone: LRFD η = **0.392**, ASD η = **0.368**. Paratia di palancole (LRFD) 0.291, trave di ripartizione 0.658; nella EN 1993-1-1 erano 0.221, 0.499 e 0.350.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Colonna di Terzaghi, correzione di Chang

TEORIA

Lo scavo puntonato può collassare anche senza che i puntoni cedano: il peso del terreno a lato dello scavo e del sovraccarico comprime l'argilla sotto il fondo verso l'interno e verso l'alto. La colonna di terreno di larghezza B′ grava sull'argilla al livello del fondo con una capacità portante cN_c (N_c = 5.7); la resistenza al taglio cH sulle facce laterali la alleggerisce:

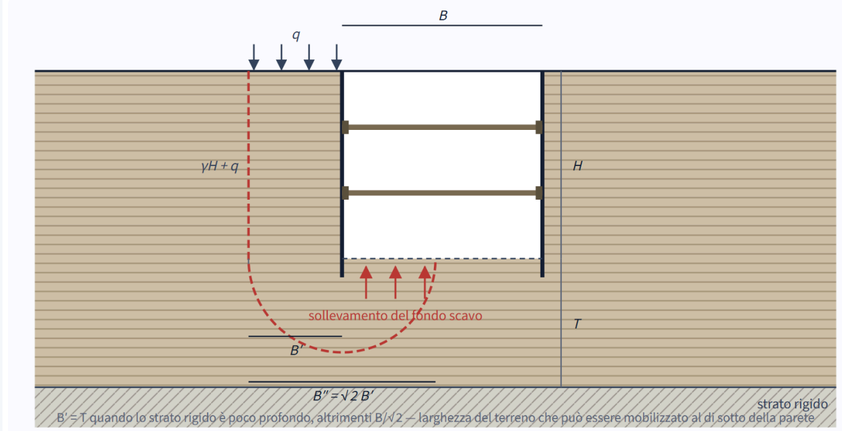
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

L'equazione è stata **corretta sotto tre aspetti**: il taglio laterale non riduce il carico, **aggiunge resistenza**; la striscia di base di larghezza B″ si comporta come una fondazione caricata verso l'alto; poiché il fondo scavo è illimitato, N_c = 5.14 (fondazione liscia):

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\frac{B''}{L}\right) + \frac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

B è la larghezza dello scavo, L la lunghezza in pianta, T lo spessore di argilla sotto il fondo scavo; q è il sovraccarico a lato dello scavo. Negli scavi completamente collassati FS ≈ 1, mentre in quelli parzialmente o minimamente collassati risulta poco superiore; il valore richiesto è FS ≈ **1.5**.

In argilla omogenea, se FS < 1.5 le palancole vengono infisse più in profondità (in genere non più di B/2 sotto il fondo scavo); la lunghezza infissa porta una forza ricavata dagli abachi di progetto pubblicati.



Traccia

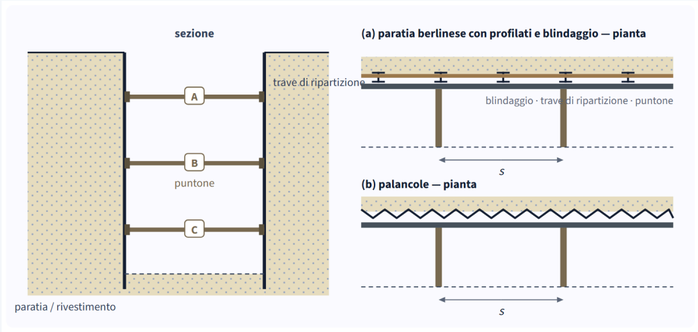
ESEMPIO

Dati

Scavo a cielo aperto	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m; argilla $\gamma = 18$, $c = 35$ kPa, spessore di argilla sotto il fondo scavo $T = 4$ m; nessun sovraccarico
Scavo di riferimento	Larghezza 4 m, lunghezza 15 m, profondità 6 m; $\gamma = 17$, $c = 40$ kPa; strato rigido 2 m sotto la base

RICHIESTO

Per entrambi gli scavi: **B′**, **B″** e **FS** (≥ 1.5?); nello scavo aperto, se non vi è strato duro e la larghezza è 10 m?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Scavo inclinato: B/√2 = 4.24 m > T = 4 m, quindi B′ = T

$$B' = T = 4.00\ \text{m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Scavo per box interrato (T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m: B′ = T = 2.00 m, B″ = 2.83 m)

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

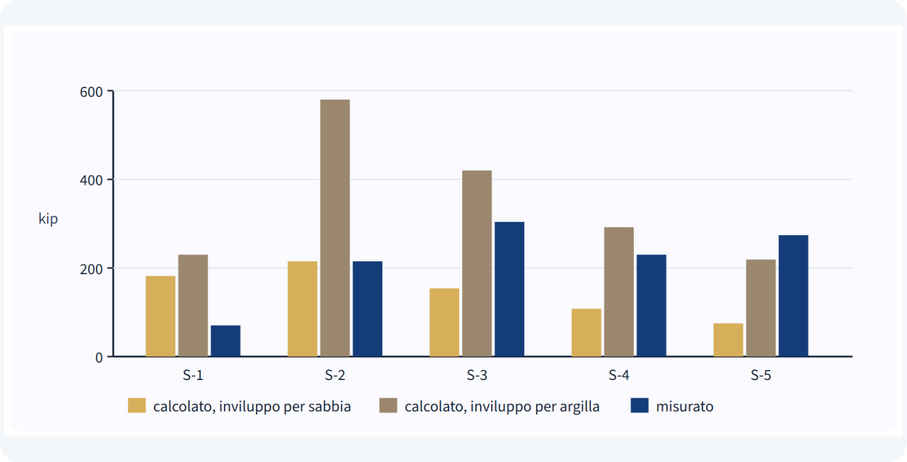
Lo scavo di apertura fornisce **FS = 1.99**, lo scavo del libro **3.27**: entrambi ≥ 1.5. Se non si intercetta lo strato rigido (B′ = B/√2), nello scavo del libro FS scende a 2.96; lo scavo di apertura, con larghezza di 10 m e in assenza dello strato rigido, scende a 1.80 (diminuisce in senso conservativo): il sollevamento del fondo scavo peggiora con la larghezza e con l'assenza dello strato rigido.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Casi di studio di Boston e Chicago

TEORIA

Boston (sezione di prova B): profonda 17.7 m, cinque supporti; il profilo è stato delimitato da due inviluppi per sabbia e argilla (inviluppo per sabbia 53.5 kPa, inviluppo per argilla tenera–media 146.1 kPa); i carichi misurati sono risultati molto diversi da entrambe le stime (i parametri del terreno sono incerti) e i supporti erano stati progettati per carichi molto superiori a quelli misurati. **Chicago, National Plaza**: profonda 21.3 m, sei supporti; il profilo è stato convertito in un'argilla equivalente (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08 > 4, σ_a = 282.0 kPa). L'inviluppo di Peck ha fornito una pressione pari a circa **1.8 volte** quella osservata: un inviluppo tracciato attorno a molti scavi è cautelativo per un singolo scavo; sullo stesso terreno, l'esperienza di cantiere può ridurre notevolmente il sovradimensionamento.



Che cosa assume il metodo

TEORIA

Gli inviluppi sono stati ricavati da scavi più profondi di circa 6 m; **l'inviluppo non è la pressione effettiva agente sul muro in un dato istante**: fornisce un carico di sostegno sicuro, non lo spostamento del muro. L'argilla è **non drenata**; la pressione interstiziale non viene considerata ulteriormente.

Con più argille si esegue una media ponderata sullo spessore (c_{av}, γ_{av}); $\gamma H/c$ si sceglie con tali medie. Il sovraccarico si aggiunge a fianco dell'inviluppo ($\Delta p = q$); l'acqua modifica soltanto il peso dell'unità di volume.

La **palancola** è assimilata a una catena di cerniere discrete; la rigidezza propria e l'infissione al di sotto del fondo non vengono utilizzate. Le **travi di ripartizione** sono considerate appoggi semplici tra i vincoli (elementi di trattenuta). L'acciaio è verificato con EN 1993-1-1 (la classe 4 non è progettata) oppure con AISC 360-22.

Il sollevamento del fondo scavo è verificato con l'equazione corretta di Chang; l'infissione della paratia di palancole al di sotto del fondo scavo non viene computata (a favore di sicurezza). In presenza di più strati, la formula si applica con l'estensione stratificata di GeoTerva.

Durante la costruzione si prevedono movimenti laterali e perdita di terreno attorno allo scavo; se è presente uno strato rigido, le palancole vi vengono infisse. In argilla tenera, con $\gamma H/c \approx 8$, si possono verificare grandi spostamenti e il collasso dei puntoni.

Sintesi

Punti chiave

Inviluppo: $\gamma H/c > 4$ tenera–media ($\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$); ≤ 4 rigida ($\approx 0.3\gamma H$). Esempio: $\gamma H/c = 3.6$, $\sigma_a = 37.8$ kPa

Sovraccarico e acqua: $\Delta p = q$ si aggiunge a parte; l'acqua modifica solo $\bar{\gamma}$. **Fessura di trazione** $z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m; il primo sostegno (1.0 m) è al di sopra

Carico nei puntoni: l'inviluppo è suddiviso in parti in corrispondenza delle cerniere, le reazioni si determinano con la statica; nell'esempio P_B = 271.26 kN (somma delle due reazioni)

Dimensionamento: paratia di palancole $M_{max} = 27.03$ kN·m/m ($S = 159$ cm³/m), trave di ripartizione $M = R\,s^2/8 = 101.72$ kN·m ($S = 598$ cm³; σ_{amm} = 170 MPa)

Acciaio: EN 1993-1-1 $\eta = 0.221 / 0.499 / 0.350$ (palancole / trave di ripartizione / puntone); AISC LRFD puntone 0.392, ASD 0.368

Sollevamento del fondo scavo: $FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \geq 1.5$; 2.00 nello scavo aperto, 3.27 nello scavo del libro

Bibliografia

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”; questo testo ne segue l'impostazione teorica.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

NOTA

Tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con il motore di calcolo del modulo stesso; il modulo restituisce gli stessi valori. Lo scavo dell'esempio di calcolo riportato nella pagina del modulo è anch'esso questo (H = 7 m, γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, puntoni a 1 · 3.5 · 6 m).

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Inserire in GeoTerva il profilo di argilla del proprio scavo, i livelli dei supporti, il sovraccarico, l'acqua e gli elementi; il modulo restituisce insieme l'inviluppo, la fessura di trazione, i carichi sui supporti, i momenti nella paratia di palancole e nelle travi di ripartizione, la verifica dell'acciaio e il sollevamento del fondo scavo.

Aprire il modulo → **Pagina di teoria →**

Aprire dallo smartphone
I moduli di prova non richiedono registrazione.

Se si desidera utilizzarli nelle proprie lezioni: info@geoterva.com